

《建筑施工碗扣式脚手架安全技术规范》 (JGJ 166-2008)

2009-07-01实施



中国建筑科学研究院

建筑工程软件研究所 武贵中



材料要求

- 1、碗扣式钢管脚手架用钢管应符合现行国家标准《直流电焊钢管》GB/T13793、《低压流体输送用焊接钢管》GB/T3091中的Q235A级普通钢管的要求，其材质性能应符合国家现行标准《碳素结构钢》GB/T700的规定。（和脚手架规范没有区别）
- 2、碗扣式钢管脚手架钢管规格应为 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ ，钢管壁厚应为 $3.5_0^{+2.5}$ mm。



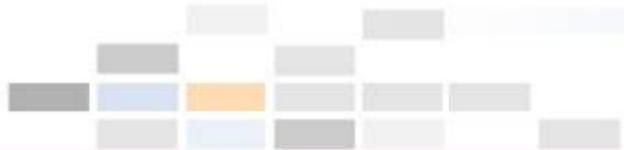
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规》

序号	项目	允许偏差 Δ (mm)	示意图	检查工具
1	焊接钢管尺寸 (mm) 外径 48 壁厚 3.5 外径 51 壁厚 3.0	-0.5 -0.5 -0.5 -0.45		游标卡尺



壁厚要求的现实意义

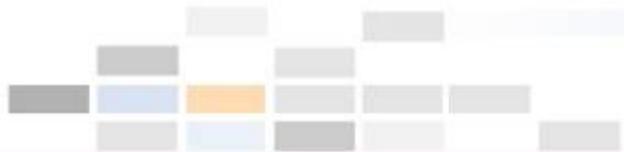
- 钢管的壁厚是保证架体结构承载力的重要条件，对钢管的壁厚负差提出了限定要求，主要是控制近年来市场经营中擅自减小钢管壁厚造成的安全隐患。
- 两本规范的壁厚负差对比真实的反映现阶段我国钢材生产制作的现状，同时也昭示着材料的制作规范向0负差方向发展的趋势。





荷载分类

- 作用于碗扣式钢管脚手架上的荷载，可分为永久荷载（恒荷载）和可变荷载（活荷载）。永久荷载的分项系数应取1.2，对结构有利时取1.0；可变荷载的分项系数应取1.4。
- **注：此条和《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》基本一致，仅多一条：对结构有利时取1.0。**





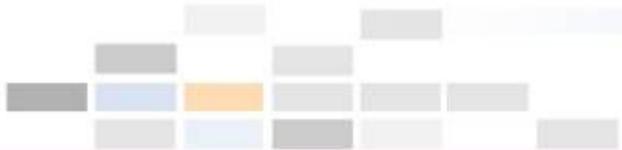
荷载分类（双排架）

- 1、双排脚手架的永久荷载应根据脚手架实际情况进行计算，并应包括下列内容：
 - 组成双排脚手架结构的杆系自重，包括：立杆、横杆、斜杆、水平斜撑等；
 - 脚手板、挡脚板、栏杆、安全网等附加构件的自重。
- 2、双排脚手架的可变荷载计算应包括下列内容：
 - 作业层上的操作人员、器具及材料等施工荷载；
 - 风荷载；
 - 其它荷载。



荷载标准值（双排架）

- 1、双排脚手架结构杆系自重标准值，可按本规范表3.2.5采用。
- 2、双排脚手架其它构件自重标准值，可按下列规定采用：
- 双排脚手板（此表达方式有点难理解）自重标准值可按 0.35KN/m^2 取值；
- 作业层的栏杆与挡脚板自重标准值可按 0.14KN/m^2 取值；
- 双排脚手架外侧满挂密目式安全立网自重标准值可按 0.01KN/m^2 取值。

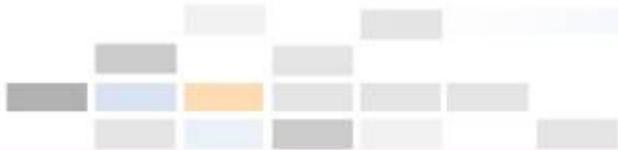




荷载标准值（双排架）

- 4.2.3 双排脚手架施工荷载标准值可按下列规定采用：
 - 1 作业层均布施工荷载标准值（ Q ）根据脚手架的用途，应按表4.2.3采用。
 - 2 双排脚手架作业层不宜超过2层。
- 表4.2.3作业层均布施工荷载标准值

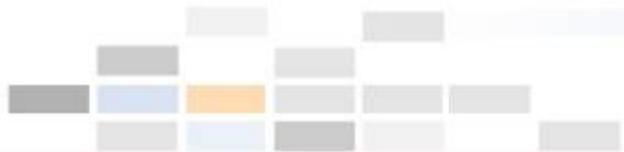
脚手架用途	荷载标准值
结构脚手架	3.0
装修脚手架	2.0





模板支撐架的永久荷載

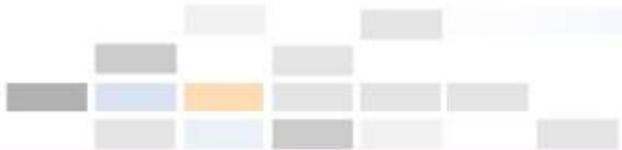
- **1、**作用在模板支架上的荷載，包括：新澆混凝土、鋼筋、模板及支承梁（楞）等自重；
- **2、**組成模板支撐架結構的杆系自重，包括：立杆、縱向及橫向水平杆、垂直及水平斜杆等自重；
- **3、**腳手板、擋腳板、欄杆、安全網等防護設施及附加構件的自重。





模板支撐架的可變荷載

- 1、施工人員、材料及施工設備荷載；
- 2、澆築和振搗混凝土產生的荷載；
- 3、風荷載；
- 4、其它荷載





模板支撐架永久荷載標準值

- 模板及支撐架自重標準值（ Q_1 ）應根據模板及支撐架施工設計方案確定。**10m以下的支撐架可不計算架體自重**；對一般肋形樓板及無梁樓板的自重標準值，可按表4.2.4採用。
- 新澆混凝土自重（包括鋼筋）標準值（ Q_2 ）對普通鋼筋混凝土可採用 $25\text{KN}/\text{m}^3$ ，對特殊混凝土應根據實際情況確定。

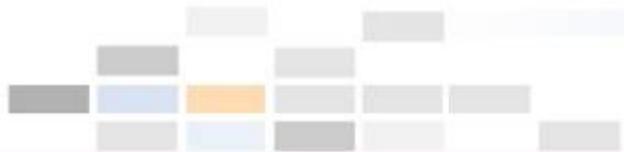
表4.2.4水平模板自重標準值

模板構件名稱	竹、木膠合板及木模板	定型鋼模板
平面模板及小楞	0.3	0.5
樓板模板（其中包括梁模板）	0.5	0.75



模板支撐架施工荷載標準值

- 施工人員及設備荷載標準值（ Q_3 ）按均布荷載取 1.0 KN/m^2 ；
- 澆築和振搗混凝土時產生的荷載標準值（ Q_4 ）可採用 1.0 KN/m^2 。





风荷载

- 作用于双排脚手架及模板支撑架上的水平风荷载标准值，应按下式计算：

$$W_k = 0.7 \mu_z \cdot \mu_s \cdot W_0$$

- 式中： w_k ——风荷载标准值（KN/m²）；
- μ_z ——风压高度变化系数，应按本规范附录D确定；
- μ_s ——风荷载体型系数，按本规范4.3.2条采用；
- w_0 ——基本风压（KN/m²），按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009规定采用。
- 注：规范中没有明确给出基本风压的取值，由于架体为临时结构，实际操作时可取当地10年一遇的基本风压。

体型系数 μ_s

- 1、悬挂密目式安全网的双排脚手架和支撑架：
 $\mu_s = 1.3 \phi_0$ ， ϕ_0 为密目式安全网挡风系数，可取0.8。
- 2、单排架无遮拦体型系数： $\mu_{st} = 1.2 \phi_0$ ，挡风系数：
 - $\phi_0 = A_1 / A_0$
 - 式中： A_1 ——杆件挡风面积（ m^2 ）；
 - A_0 ——迎风全面积（ m^2 ）。



体型系数 μ_s

- 3、无遮拦多排模板支撑架的体型系数：

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} \quad 1 - \eta^n = (1 - \eta)(1 + \eta + \eta^2 + \dots + \eta^{n-1})$$

- 式中： μ_{st} ——单排架体型系数；
- n ——支撑架相连立杆排数；
- η ——按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009有关规定修正计算，当 ϕ_0 小于或等于0.1时，应取 $\eta = 0.97$ 。



荷载效应组合

- 1、设计双排脚手架及模板支架时，其杆件和连墙件的承载力等，应按表4.4.1的荷载效应组合要求进行计算。

表4.4.1荷载效应组合

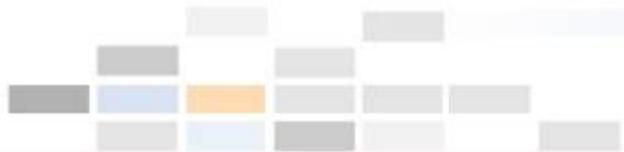
计算项目	荷载组合
立杆承载力计算	1永久荷载+可变荷载（不包括风荷载）
	2永久荷载+0.9（可变荷载+风荷载）
连墙件承载力计算	风荷载+3KN
斜杆承载力和连接扣件（抗滑）承载力计算	风荷载

- 2、计算变形时的荷载设计值，各类荷载分项系数应取1.0。



荷载效应组合解读

- 1、在《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规》中，组合风荷载计算立杆稳定性时，可变荷载的组合系数为0.85。在本规范中取0.9。
- 2、在本规范中计算变形时只说明了各类荷载分项系数均取1.0，具体到哪类荷载参与计算却未加说明，那我们在实际计算时只能取所有荷载均参与变形计算。





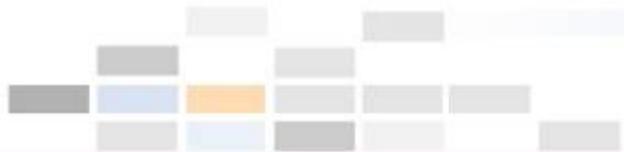
架体方案设计

- 1、工程概况：工程名称、工程结构、建筑面积、高度、平面形状及尺寸等；模板支撑架应按标准楼层平面图，说明梁板结构的断面尺寸；
- 2架体结构设计和计算顺序：
 - 第一步：制定方案；
 - 第二步：绘制架体结构图（平、立、剖）及计算简图；
 - 第三步：荷载计算；
 - 第四步：最不利立杆、横杆及斜杆承载力验算，连墙件及地基承载力验算；



架体方案设计

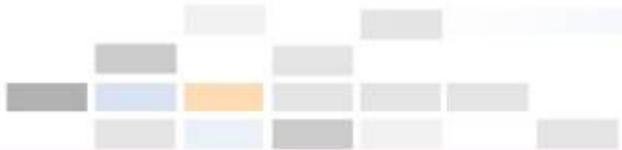
- 3、确定各个部位斜杆的连接措施及要求，模板支撑架应绘制立杆顶端及底部节点构造图；
- 4、说明结构施工流水步骤，架体搭设、使用和拆除方法；
- 5、编制构配件用料表及供应计划；
- 6、搭设质量及安全的技术措施。





模板支撐架設計計算內容

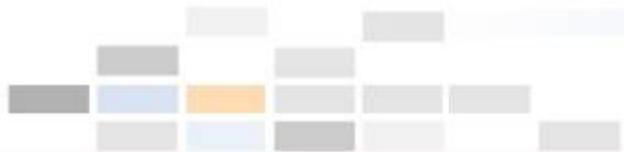
- 1、根據梁板結構平面圖，繪制模板支撐架立杆平面布置圖；
- 2、繪制架體頂部梁板結構及頂杆剖面圖；
- 3、面板、次楞和主楞等受彎構件計算；
- 4、計算最不利單肢立杆軸向力及承载力；
- 5、繪制架體風荷載結構計算簡圖，架體傾覆驗算；
- 6、地基承载力驗算；
- 7、斜杆扣件連接強度驗算。
- 8、架體傾覆驗算





工程概况

- 支撑楼板净开间为 $6300 \times 4800\text{mm}$;
- 层高位 11.2m ;
- 设计楼板厚度为 200mm ;
- 楼板为无梁楼板。

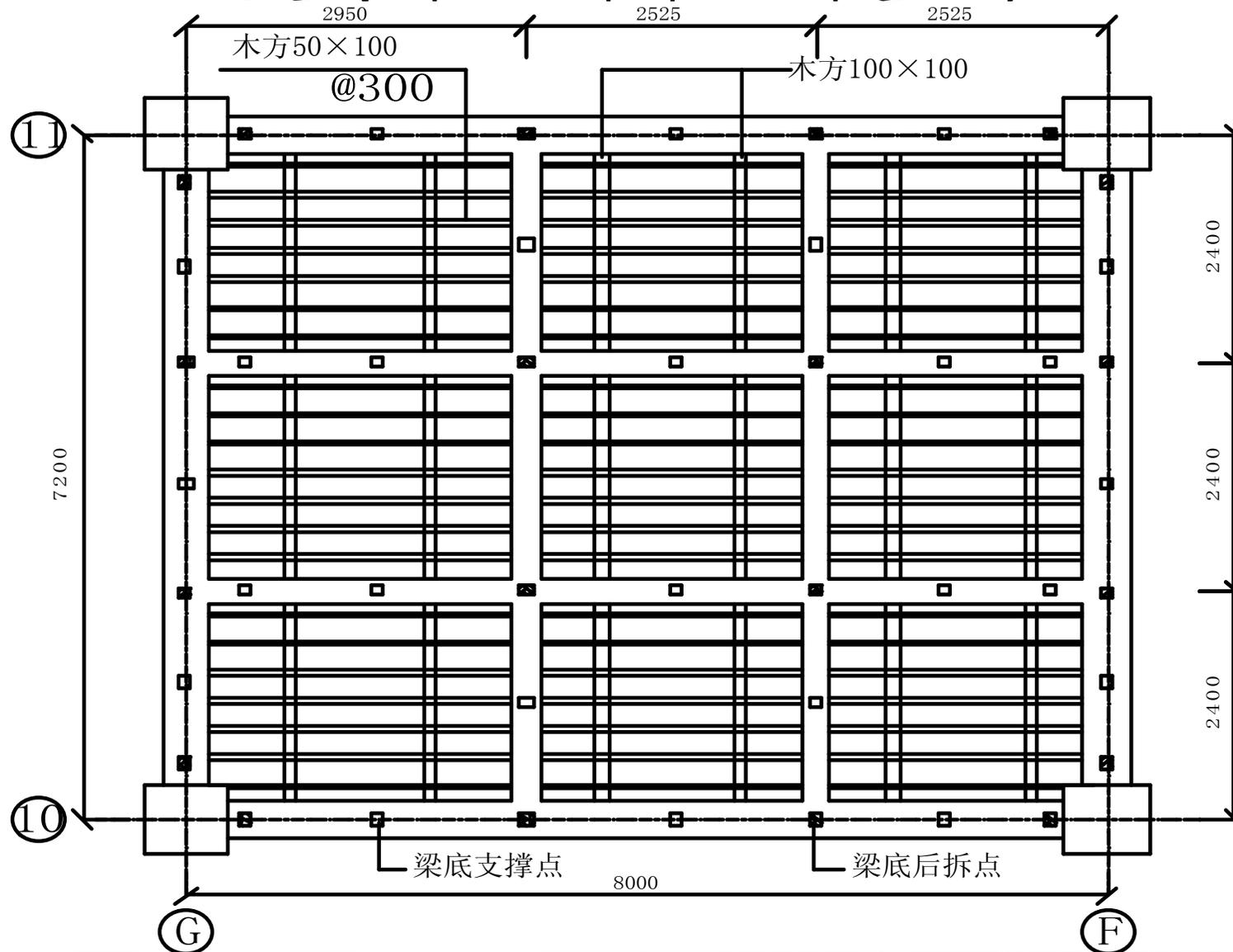


方案确定

- 支撐架采用碗扣架，立杆纵距为900mm，横距为1200mm；
- 模板材料选择竹胶板，厚度为14mm；相邻模板的小楞采用50×100的木方，间距为300mm；顶托梁（主楞）采用100×100的木方。
- 脚手架搭设高度为11米，步距为1.5米，立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度a为：0.5米。

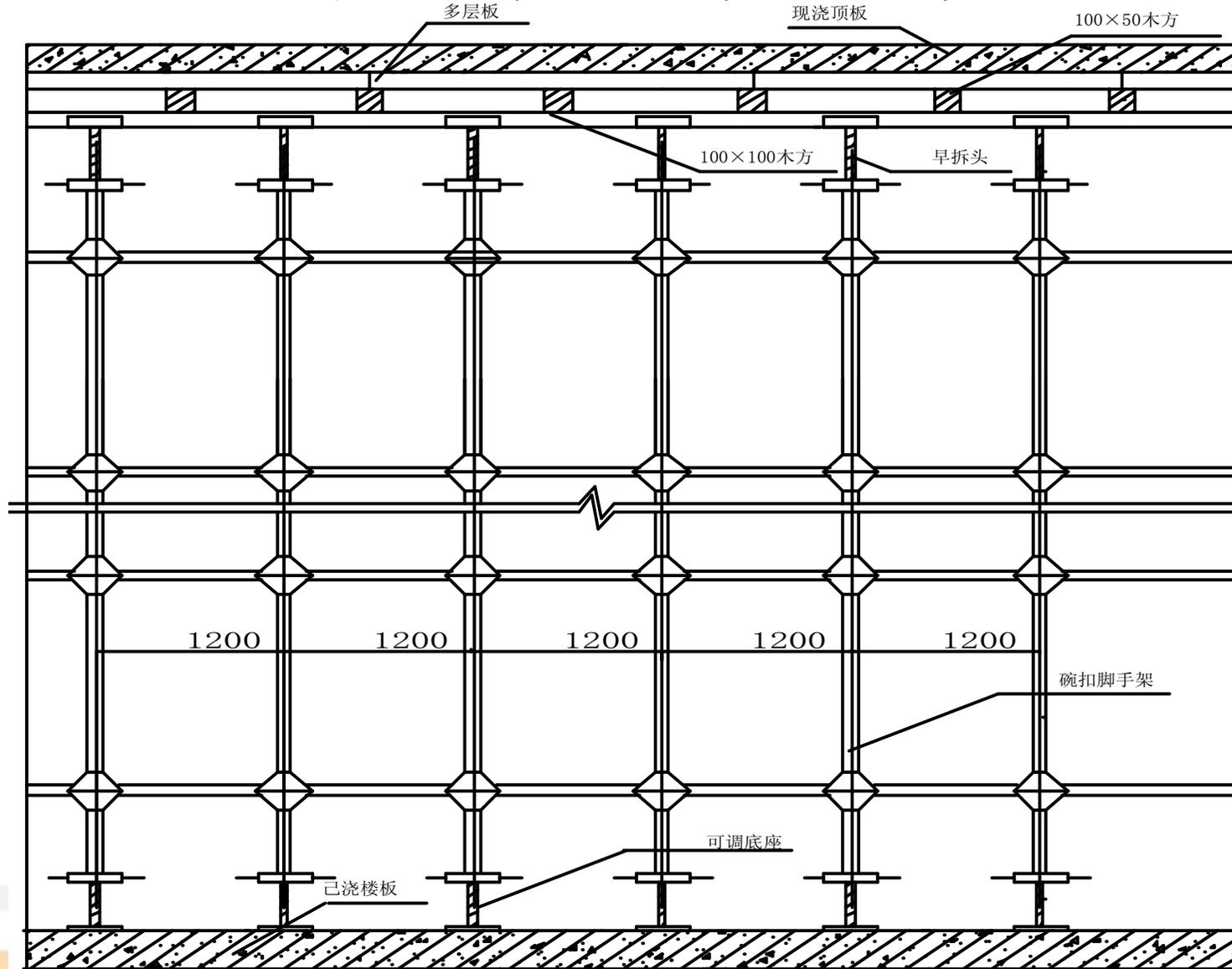


支撐架立杆平面布置图





板结构及顶杆剖面图





面板计算

- 模板面板为受弯构件，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板按照三跨连续梁计算。面板所受荷载有：新浇混凝土及钢筋自重；施工人员及施工设备荷载；倾倒和振捣混凝土产生的荷载。计算宽度取1米。

胶合板纵向弯曲强度与弹性模量(N/mm²)

树种	弹性模量	弯曲强度
柳安	3.5×10^3	25
马尾松, 云南松, 落叶松	4.0×10^3	30
桦木, 克隆, 阿必	4.5×10^3	35



面板荷载计算

1、恒荷载标准值：

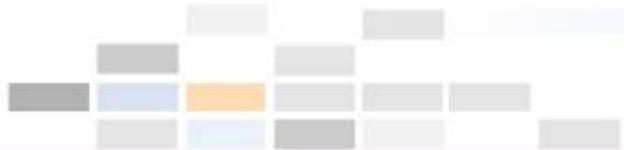
$$q_1 = Q_2 D b + \text{模板自重} \times b$$

- $= 25 \times 0.2 \times 1 + 0.35 \times 1 = 5.350 \text{ kN/m}$

式中： Q_2 ——混凝土自重标准值；

- D ——混凝土楼板厚度；

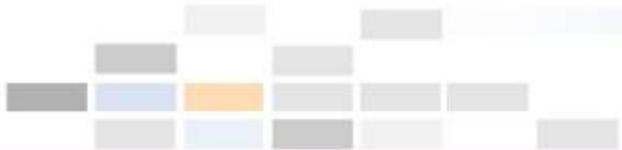
- b ——面板计算宽度；





面板荷载计算

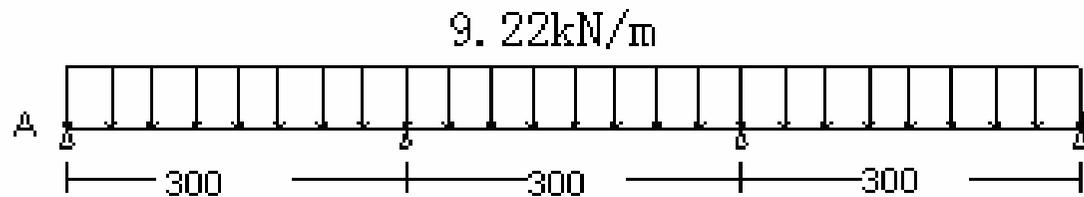
- 2、活荷载标准值：
 $q_2 = (Q_3 + Q_4) \times b = 2 \times 1 = 2.0 \text{ kN/m}$
- 式中： Q_3 ——施工人员及设备荷载；取 1.0 kN/m^2 ；
- Q_4 ——浇筑和振捣混凝土时产生的荷载标准值，可取 1.0 kN/m^2 。
- 注：规范对活荷载的取值偏小，相对于大型设备，活荷载取值则应按实际情况考虑。
- 面板荷载设计值： $q = 1.2q_1 + 1.4q_2 = 9.22 \text{ kN/m}$





面板計算

- 1、強度計算：

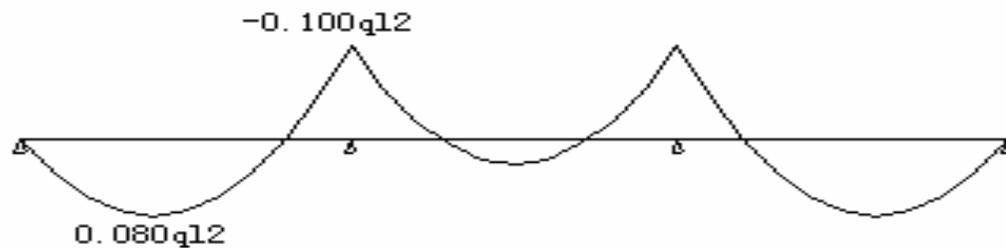


- 強度計算簡圖
- 1.1、抗彎強度計算： $f = M/W < [f]$
其中 f ——面板的抗彎強度計算值 (N/mm^2)；
 M ——面板的最大彎距 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；
 W ——面板的淨截面抵抗矩，
 $W=1/6 \times bh^2=100.00 \times 1.4^2/6=32.67\text{cm}^3$ ；
 $M=-0.100ql^2$
其中： q ——模板荷載設計值 (kN/m)，



面板计算

- 1——面板跨度，即次梁间距。
- 经计算得到 $M=0.1 \times 9.22 \times 0.3^2=0.083\text{kN}\cdot\text{m}$
- 经计算得到面板抗弯强度计算值 $f = 0.083 \times 1000^2 / 326700 = 0.254\text{N}/\text{mm}^2$;
- 面板的抗弯强度验算 $f < [f]$, 满足要求!
- $[f]$ —— 面板的抗弯强度设计值, 取 $25.00\text{N}/\text{mm}^2$;



弯矩图

面板計算

- 1. 2抗剪強度計算：

- $$T=3Q/2bh < [T]$$
$$T=QS_0/Ib$$

- 式中 Q ——面板最大剪力；

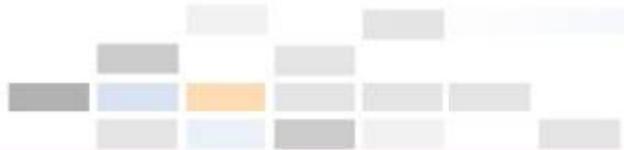
$$Q=0.6ql=0.6 \times 9.22 \times 0.3=1.660\text{kN};$$

截面抗剪強度計算值：

$$T=3 \times 1660 / (2 \times 1000 \times 14) = 0.178\text{N/mm}^2;$$

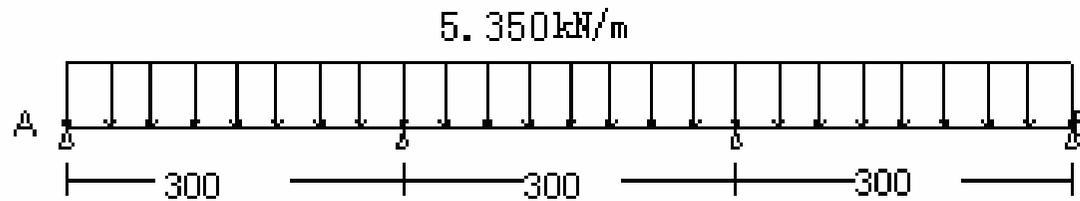
截面抗剪強度允許設計值 $[T]=1.40\text{N/mm}^2$ 。

抗剪強度驗算 $T < [T]$ ，滿足要求！

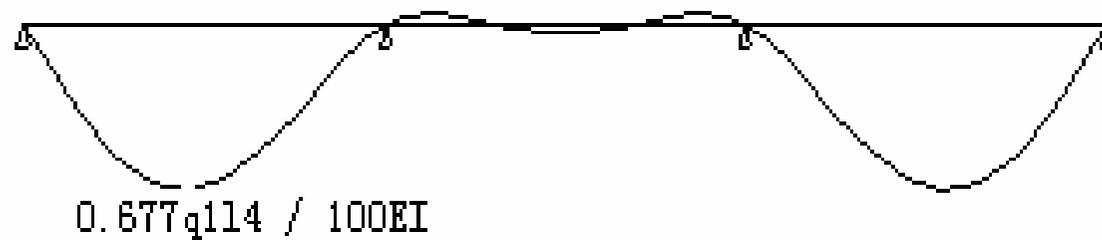


面板计算

1.3、挠度计算:



挠度计算简图



挠度图

$$v = 0.677q_1l^2/100EI < [v] = 1/250$$



面板計算

• 其中：

q 为恒荷载标准值 q_1 ， $q=5.350\text{kN/m}$ ；

L 为面板支座间距，即次龙骨间距，取 0.3m ；

E 为面板的弹性模量，取 3500mm ；

I 为面板惯性矩

$$I=1/12bh^3=100 \times 1.4^3/12 = 22.87\text{cm}^4;$$

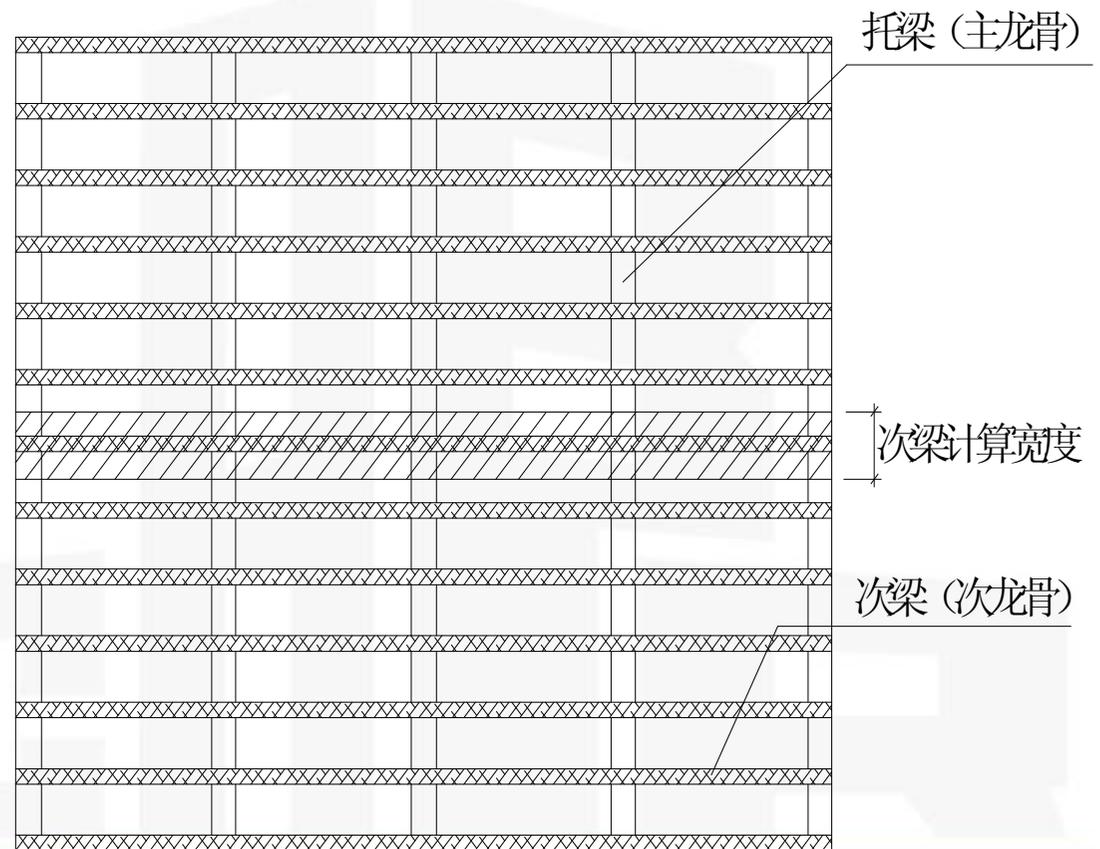
面板最大挠度计算：

$$v=0.677 \times 5.350 \times 300^4 / (100 \times 3500 \times 228700) = 0.367\text{mm}$$

面板的最大挠度小于 $300.0/250$ ，满足要求！

次梁（次龙骨）计算

- 次梁为受弯构件，需要验算其抗弯强度和刚度。次梁按照三跨连续梁计算。次梁所受荷载有：新浇混凝土及钢筋自重，面板自重；施工人员及施工设备荷载；倾倒和振捣混凝土产生的荷载。计算宽度取次梁的间距0.3m。





次梁（次龙骨）计算

1、荷载的计算：

1.1、钢筋混凝土板自重(kN/m)：

$$q_{11}=25.000 \times 0.200 \times 0.300=1.5\text{kN/m}$$

1.2、模板面板的自重线荷载(kN/m)：

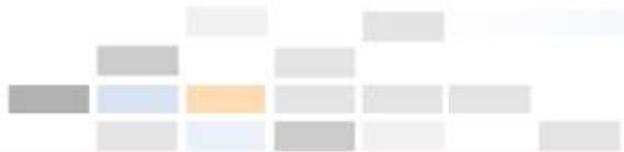
$$q_{12}=0.350 \times 0.300=0.105\text{kN/m};$$

强度计算永久荷载设计值 $q_1=1.2(q_{11}+q_{12})=1.926\text{kN/m};$

变形计算永久荷载标准值 $q=q_{11}+q_{12}=1.605\text{kN/m};$

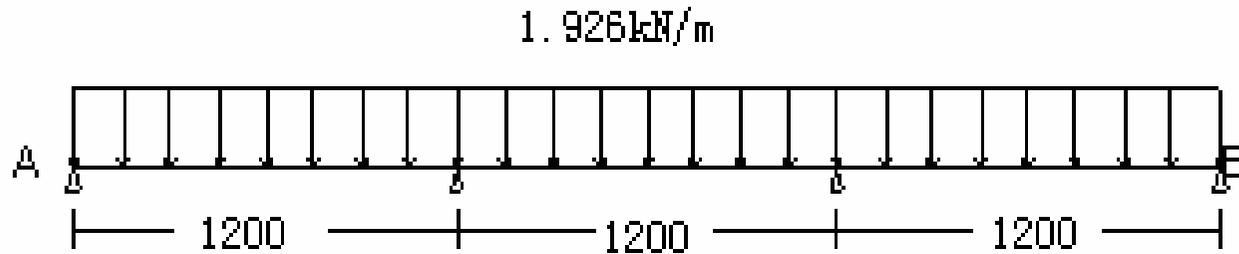
1.3、可变荷载设计值 $q_2=1.4(Q_3+Q_4)$

$$\times 0.3=1.4 \times 2 \times 0.30=0.84\text{kN/m};$$



次梁（次龙骨）计算

- 2、次梁的强度计算：
- 2.1、荷载计算及组合：
按照三跨连续梁计算，最大弯矩考虑为静荷载与活荷载的计算值最不利分配的弯矩和，计算及组合如下：



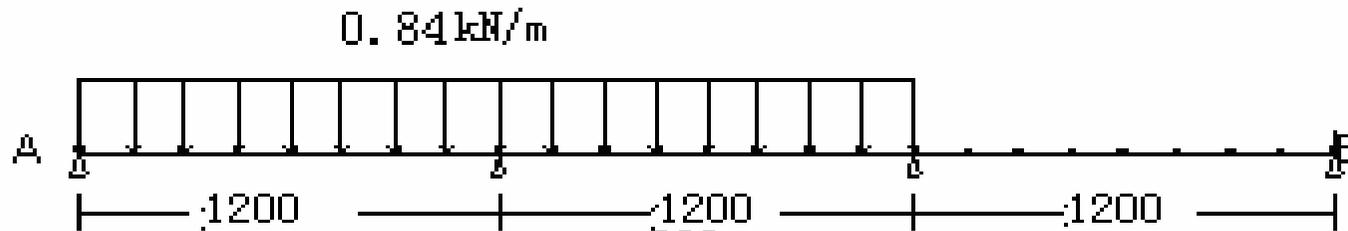
强度计算恒荷载简图

注：此图中最大支座力为：

$$P_1 = 1.1q_1l = 1.1 \times 1.926 \times 1.2 = 2.542\text{kN}。$$



次梁（次龙骨）计算



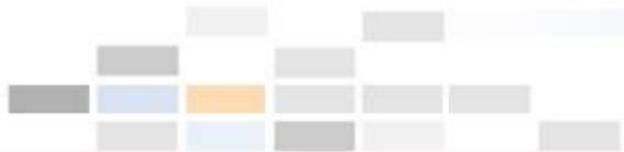
- 强度计算活荷载组合简图

注：此图中最大支座力为：

$$P_2 = 1.2q_2l = 1.2 \times 0.84 \times 1.2 = 1.210 \text{ kN};$$

组合以后最大支座力为 $P = 2.542 + 1.210 = 3.752 \text{ kN}$

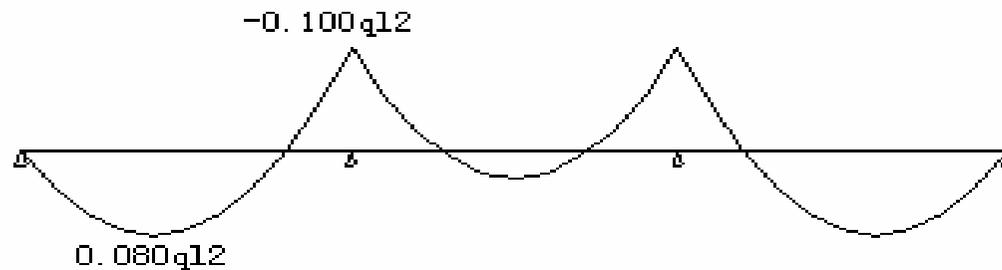
（此值即为计算主龙骨强度的集中力）。



次梁（次龙骨）计算

2.2、次龙骨抗弯强度计算：

2.2.1、恒荷载最大弯矩：



恒荷载弯矩图

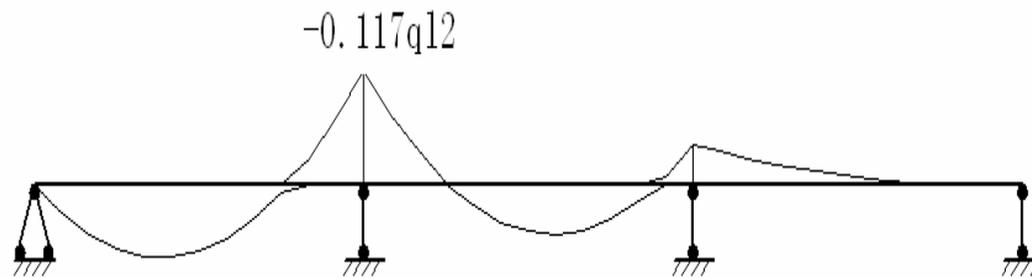
恒荷载最大弯矩：

$$M_1 = 0.1q_1l^2 = 0.1 \times 1.926 \times 1.22 = 0.277 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



次梁（次龙骨）计算

2.2.2、活荷载最大弯矩：



活荷载弯矩图

活荷载最大弯矩

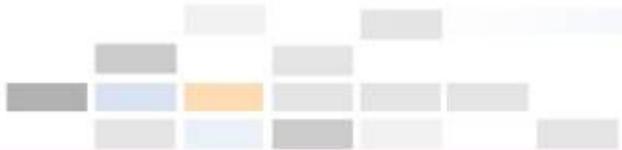
$$M_2 = 0.117q_2l^2 = 0.117 \times 0.84 \times 1.2^2 = 0.142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{次龙骨最大弯矩 } M = M_1 + M_2 = 0.277 + 0.142 = 0.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



次梁（次龙骨）计算

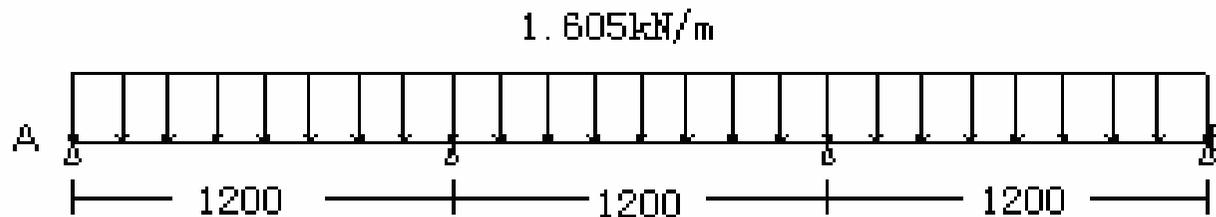
- 2.2.3次龙骨抗弯设计强度：
 $f=M/W=0.419 \times 10^6 / 83330 = 5.02 \text{N/mm}^2$
- 式中W——次梁截面抵抗矩，
 $W = bh^2/6 = 5.00 \times 10.00^2 / 6 = 83.33 \text{cm}^3$
- 其中：b——木方截面宽度；
- h——木方截面高度。
- 次梁的抗弯设计强度小于木方的容许应力 14N/mm^2 ，满足要求！



次梁（次龙骨）计算

3、次梁挠度计算：

变形计算永久荷载标准值 $q=q_{11}+q_{12}=1.605\text{kN/m}$ ；

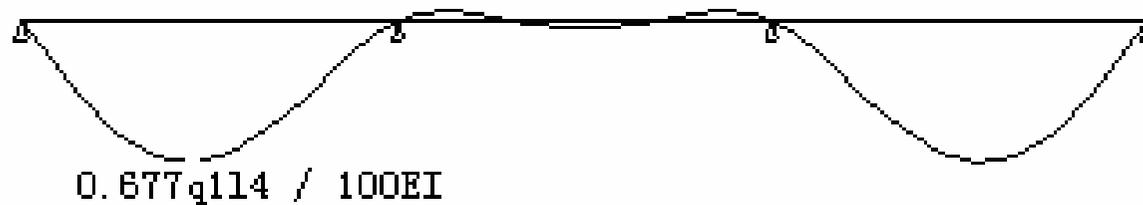


挠度计算简图

注：此图中最大支座力为： $P=1.1q_1 l = 2.119\text{kN}$ （此值即为计算主龙骨挠度的集中力）

次梁（次龙骨）计算

最大挠度：



变形图

最大挠度： $v=0.677 \times ql^4/100EI$
 $=0.677 \times 1.605 \times 1200^4 / (100 \times 9500 \times 4166700) = 0.570\text{mm};$

式中：E——次梁的弹性模量，取9500N/mm²；

I——次梁的惯性矩，

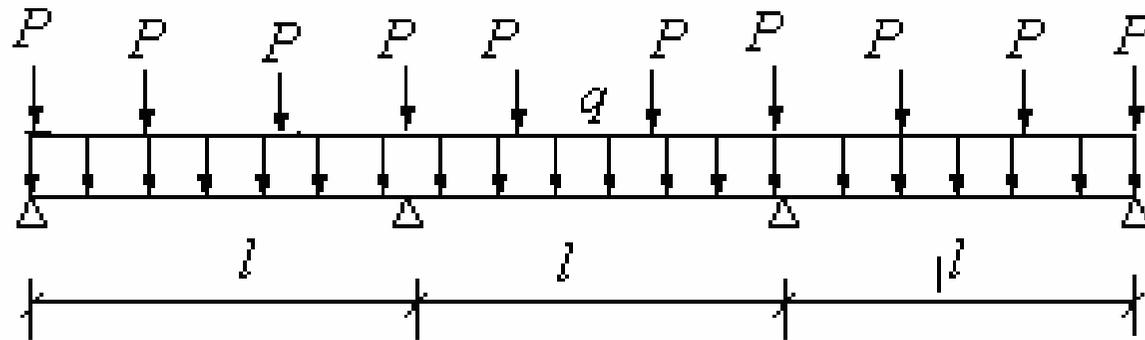
$I=bh^3/12=5.00 \times 10.00^3/12=416.67\text{cm}^4$ 。

次龙骨的最大挠度小于1200.0/250，满足要求！



顶托梁（主龙骨）计算

托梁按照集中力作用下三跨连续梁计算，托梁所受荷载为次梁传下的集中力及主梁自重。



托梁强度计算集中荷载设计值： $P=3.752\text{kN}$

托梁挠度计算集中荷载设计值： $P=2.119\text{kN}$

顶托梁（主龙骨）计算

1、强度计算：

1.1集中力产生的最大弯矩：

$$M_{P_{\max}} = 0.267Pl$$

$$M_{P_{\max}} = 0.267 \times 3.752 \times 0.9 = 0.902 \text{ kN/m};$$

式中：l——托梁跨度，即立杆纵向间距；

1.2、均布荷载产生的最大弯矩：

$$M_{\max} = 0.08ql^2$$

式中：q——托梁自重，100×100木方，取0.096kN/m；

$$M_{\max} = 0.08 \times 0.096 \times 0.9^2 = 0.006 \text{ kN/m};$$

托梁最大弯矩 $M = M_{P_{\max}} + M_{\max} = 0.908 \text{ kN/m}$ 。

顶托梁（主龙骨）计算

- 托梁抗弯强度设计值：

$$f=M/W=0.908 \times 10^6 / 166670 = 5.4 \text{N/mm}^2$$

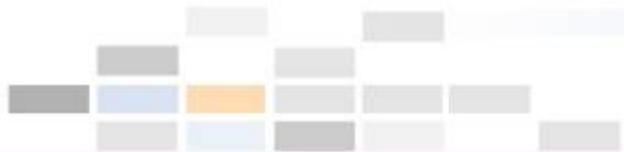
式中W——次梁截面抵抗矩，

- $W = bh^2/6 = 10.00 \times 10.00^2 / 6 = 166.67 \text{cm}^3$

- 式中：b——木方截面宽度；

- h——木方截面高度。

托梁的抗弯设计强度小于木方的容许应力 14N/mm^2 ，满足要求！



顶托梁（主龙骨）计算

- 2、主龙骨挠度计算：
- 2.1、集中荷载产生的最大挠度：（ P=2.119kN ）

$$V_{P_{\max}} = 1.883 \times \frac{Pl^3}{100EI}$$

$$V_{P_{\max}} = 1.883 \times 2.119 \times 900^3 / (100 \times 9500 \times 8333300) = 0.004\text{mm};$$

式中：E——托梁的弹性模量，取9500N/mm²；

I——托梁梁的惯性矩，

$$I = bh^3/12 = 10.00 \times 10.00^3/12 = 833.33\text{cm}^4。$$

2.2、均布荷载（托梁自重）产生的最大挠度：

$$V_{\max} = 0.677 \frac{ql^4}{100EI}$$

$$V_{\max} = 0.001\text{mm};$$

$V = V_{P_{\max}} + V_{\max} = 0.005\text{mm}$ 。主龙骨的最大挠度小于1200.0/250，满足要求！

最不利单肢立杆计算

- Q_{11} : 支撑架自重 Q_{12} : 模板自重
- 支撑架自重计算:
- $Q_{11} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$
- $= 0.665 + 0.29 + 0.383 + 0.645 = 1.983 \text{KN}$;
- 式中: h —— 步距 (m);
- t_1 —— 立杆重量 (KN);
- t_2 —— 横向水平杆重量 (KN);
- t_3 —— 纵向水平杆重量 (KN);
- t_4 —— 纵向和横向剪刀撑重量 (KN)。



最不利单肢立杆计算

$$t_1 = n_{1l} \cdot t_{1l} + n_{2l} \cdot t_{2l} \cdots + n_{nl} \cdot t_{nl} + t_u + t_d$$

$$= 3 \times 0.165 + 0.0705 + 1 \times 0.969 + 0 = 0.665 \text{ kN};$$

式中 n_{1l} ——立杆第一类标准节数量;

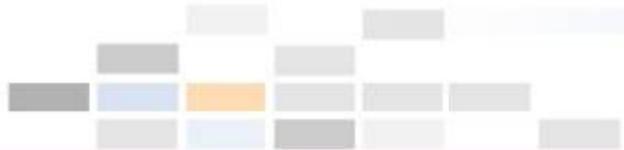
t_{1l} ——立杆第一类标准节自重, 查表3.2.5分

别取0.165 (LG-300) 和0.0705kN (LG-120) ;

t_u ——可调托撑自重; (本例采用KTC75)

t_d ——可调底座自重。(本例没采用)

由于立杆型号不同, 质量也不同因此分别计算自重



最不利单肢立杆计算

横向水平杆自重计算: $t_2 = t_y \left[\frac{H - (a + d)}{h} + 1 \right]$

- $= 0.0363 \times [(11 - 0.5) / 1.5 + 1] = 0.29 \text{ kN};$
- 式中 t_y —— 单根横向水平杆自重, 查表3.4取0.0363kN;
- H —— 模板支架搭设高度;
- a —— 立杆伸出顶层水平杆长度;
- d —— 可调底座外露长度;
- h —— 模板支架步距。

纵向水平杆自重计算: $t_3 = t_x \left[\frac{H - (a + d)}{h} + 1 \right]$

- $= 0.0478 \times [(11 - 0.5) / 1.5 + 1] = 0.383 \text{ kN};$
- 式中 t_x —— 单根纵向水平杆自重, 查表3.4取0.0478kN。



最不利单肢立杆计算

$$t_4 = 2n_x t_{xx} + 2n_y t_{xy}$$

- $= 2 \times 2 \times 0.0837 + 2 \times 2 \times 0.0773 = 0.645 \text{ kN};$
- 式中 n_x —— 最不利立杆相交纵向剪刀撑次数;
- t_{xx} —— 单节纵向剪刀撑自重, 查表3.2.5取0.0837kN;
- n_y —— 最不利立杆相交横向剪刀撑次数;
- t_{xy} —— 单节横向剪刀撑自重, 查表3.2.5取0.0773kN;

表3.2.5 碗扣式脚手架主要构、配件种类、规格及用途

名称	型号	规格 (mm)	设计重量 (kg)
立杆	LG-120	φ48×3.5×1200	7.05
	LG-180	φ48×3.5×1800	10.19
	LG-240	φ48×3.5×2400	13.34
	LG-300	φ48×3.5×3000	16.48
横杆	HG-30	φ48×3.5×300	1.32
	HG-60	φ48×3.5×600	2.47
	HG-90	φ48×3.5×900	3.63
	HG-120	φ48×3.5×1200	4.78
	HG-150	φ48×3.5×1500	5.93
	HG-180	φ48×3.5×1800	7.08
间横杆	JHG-90	φ48×3.5×900	4.37
	JHG-120	φ48×3.5×1200	5.52
	JHG-120+30	φ48×3.5×(1200+300)	6.85
	JHG-120+60	φ48×3.5×(1200+600)	8.16
专用外斜杆	XG-0912	φ48×3.5×150	6.33
	XG-1212	φ48×3.5×170	7.03
	XG-1218	φ48×3.5×2160	8.66
	XG-1518	φ48×3.5×2340	9.30
	XG-1818	φ48×3.5×2550	10.04

表3.2.5 碗扣式脚手架主要构、配件种类、规格及用途（附）

专用斜杆	ZXG-0912	$\phi 48 \times 3.5 \times 1270$	5.89
	ZXG-0918	$\phi 48 \times 3.5 \times 1750$	7.73
	ZXG-1212	$\phi 48 \times 3.5 \times 1500$	6.76
	ZXG-1218	$\phi 48 \times 3.5 \times 1920$	8.73
窄挑梁	TL-30	宽度300	1.53
宽挑梁	TL-60	宽度600	8.60
立杆连接销	LLX	$\phi 12$	0.18
可调底座	KTZ-45	可调范围 ≤ 300	5.82
	KTZ-60	可调范围 ≤ 450	7.12
	KTZ-75	可调范围 ≤ 600	8.5
可调托撑	KTC-45	可调范围 ≤ 300	7.01
	KTC-60	可调范围 ≤ 450	8.31
	KTC-75	可调范围 ≤ 600	9.69
脚手板	JB-120	1200x270	12.8
	JB-150	1500x270	15
	JB-180	1800x270	17.9

最不利单肢立杆计算

- 单肢立杆轴向力计算： Q_{11} : 支撑架自重 Q_{12} : 模板自重
- 1、不组合风荷载： $N=1.2(Q_1+Q_2)+1.4(Q_3+Q_4)L_xL_y$
- $N=1.2[Q_{11}+(Q_{12}+Q_2 \times D)L_xL_y]+1.4(Q_3+Q_4)L_xL_y$
- $=1.2[1.983+(0.3+25 \times 0.2) \times 0.9 \times 1.2]+1.4(1+1) \times 0.9 \times 1.2=15.51\text{kN}$;
- 式中 L_x ——单肢立杆纵向间距，本例取0.9m;
- L_y ——单肢立杆横向间距，本例取1.2m;
- 2、组合风荷载： $N=1.2(Q_1+Q_2)+1.4[(Q_3+Q_4)L_xL_y+Q_5]$
- $N=1.2[Q_{11}+(Q_{12}+Q_2 \times D)L_xL_y]+0.9 \times 1.4[(Q_3+Q_4)L_xL_y+Q_5]$
- $=1.2 \times 1.983 + 1.2(0.3+25 \times 0.2) \times 0.9 \times 1.2 + 0.9 \times 1.4[(1+1) \times 0.9 \times 1.2 + Q_5]$
- Q_5 ——风荷载产生的轴向力;



单肢立杆承载力计算

- 不考虑风荷载时单肢立杆轴向承载力计算公式：

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f$$

- 式中： φ ——轴心受压立杆稳定系数，按长细比查规范附录E采用；
- 长细比 $\lambda = l_0 / i$ ；
- 其中 $l_0 = h + 2a$ ， h 为立杆步距，取1.5m， a 为立杆伸出顶层水平杆长度，取0.5m，所以 $l_0 = 2.5\text{m}$ ；
- i 为立杆截面回转半径，取 $i = 1.58\text{cm}$ ；得 $\lambda = 158$ ；查表得 $\varphi = 0.281$ ；
- A ——立杆横截面面积；取 4.89cm^2 ；
- f ——刚才的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，按本规范表5.1.6采用；取 205N/mm^2 。



附录E Q235A級鋼管軸心受壓立杆的穩定係數

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	0.997	0.995	0.992	0.989	0.987	0.984	0.981	0.979	0.976
10	0.974	0.971	0.968	0.966	0.963	0.960	0.958	0.955	0.952	0.949
20	0.947	0.944	0.941	0.938	0.936	0.933	0.930	0.927	0.924	0.921
30	0.918	0.915	0.912	0.909	0.906	0.903	0.899	0.896	0.893	0.889
40	0.886	0.882	0.879	0.875	0.872	0.868	0.864	0.861	0.858	0.855
50	0.852	0.849	0.846	0.843	0.839	0.836	0.832	0.829	0.825	0.822
60	0.818	0.814	0.810	0.806	0.802	0.797	0.793	0.789	0.784	0.779
70	0.775	0.770	0.765	0.760	0.755	0.750	0.744	0.739	0.733	0.728
80	0.722	0.716	0.710	0.704	0.698	0.692	0.686	0.680	0.673	0.667
90	0.661	0.654	0.648	0.641	0.634	0.626	0.618	0.611	0.603	0.595
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
100	0.588	0.580	0.573	0.566	0.558	0.551	0.544	0.537	0.530	0.523
110	0.516	0.509	0.502	0.496	0.489	0.483	0.476	0.470	0.464	0.458
120	0.452	0.446	0.440	0.434	0.428	0.423	0.417	0.412	0.406	0.401
130	0.396	0.391	0.386	0.381	0.376	0.371	0.367	0.362	0.357	0.353
140	0.349	0.344	0.340	0.336	0.332	0.328	0.324	0.320	0.316	0.312
150	0.308	0.305	0.301	0.298	0.294	0.291	0.287	0.284	0.281	0.277
160	0.274	0.271	0.268	0.265	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248
170	0.245	0.243	0.240	0.237	0.235	0.232	0.230	0.227	0.225	0.223
180	0.220	0.218	0.216	0.214	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
190	0.199	0.197	0.195	0.193	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.182
200	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.167	0.166
210	0.164	0.163	0.161	0.160	0.159	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152
220	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145	0.144	0.143	0.141	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128
240	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120	0.119	0.118
250	0.117	—	—	—	—	—	—	—	—	—



单肢立杆承载力计算

- $N/\phi A=15510/(0.281 \times 489)=112.9\text{N/mm}^2$;
- 立杆的稳定性计算 $N/\phi A < f=205\text{N/mm}^2$, 满足要求!

表5.1.6钢材的强度设计值和弹性模量 (N/mm²)

Q235A级钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值f	205
弹性模量E	2.06×10^6



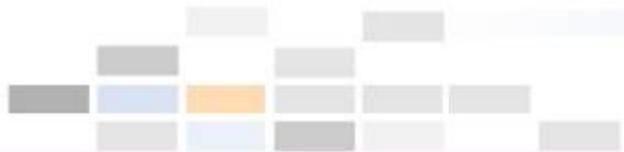
单肢立杆承载力计算

- 考虑风荷载时单肢立杆轴向承载力计算公式：

$$\frac{N_w}{\varphi A} + 0.9 \frac{M_w}{W} \leq f$$

- 式中： N_w ——考虑风荷载时单肢立杆轴向力；
- M_w ——风荷载作用下单肢立杆弯矩；
- W ——立杆截面模量。

表5.1.6 钢材的强度设计值和弹性模量 (N/mm²)



单肢立杆承载力计算

- 风荷载作用下单肢立杆弯矩:

$$M_w = 1.4 l_a \times l_0^2 \frac{w_k}{8} - P_r \frac{l_0}{4}$$

$$P_r = \frac{5}{16} \times 1.4 w_k l_a l_0$$

式中 l_a —— 立杆纵距;

l_0 —— 立杆计算长度;

w_k —— 风荷载标准值;

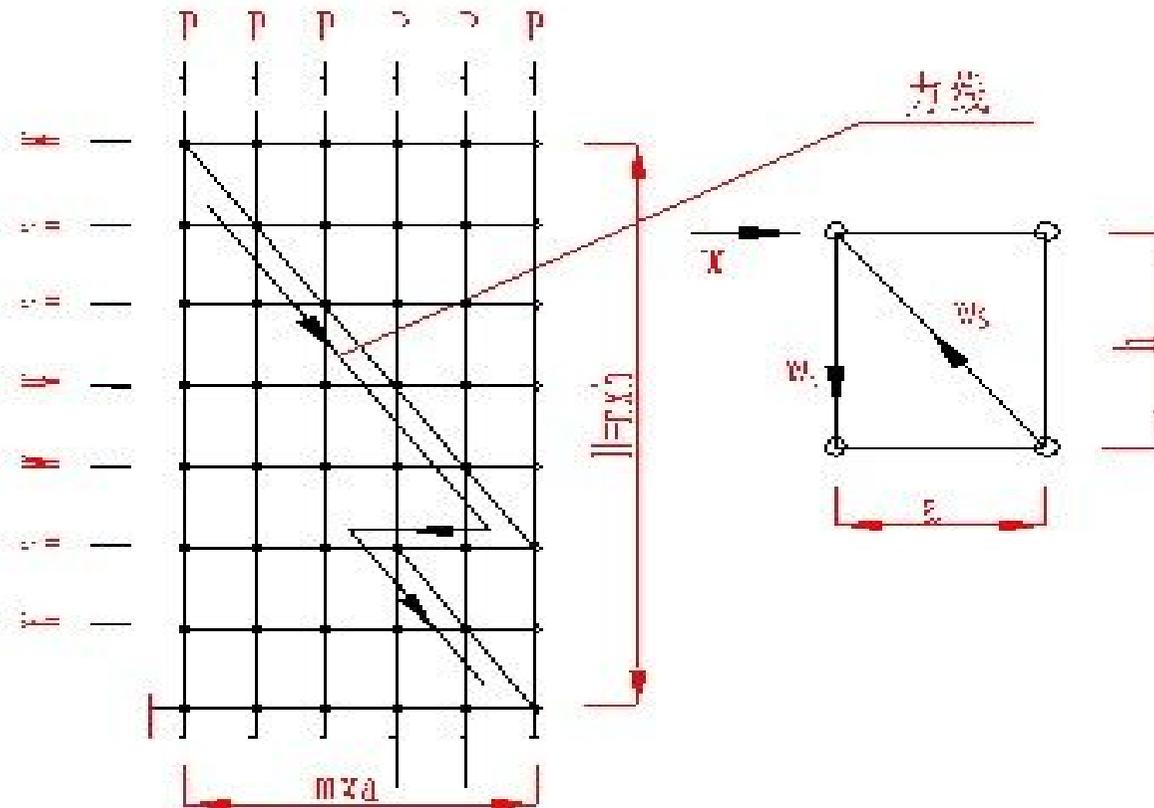
P_r —— 风荷载作用下内外排立杆间横杆的支承力。

单肢立杆承载力计算

- 计算长度确定
- 1、在每行每列有斜杆的网格结构中按步距 h 计算；
- 2、当外侧四周及中间设置了纵、横向剪刀撑并满足本规范第6.2.2条第2款的构造要求时，应按 $l_0=h+2a$ 计算， a 为立杆伸出顶层水平杆长度。

架体倾覆验算

- 模板支架风荷载作用下内力计算简图:





架体倾覆验算

- 1 当对架体内力计算时将风荷载化解为每一结点的集中荷载 W ;
- 2、 W 在立杆及斜杆中产生的内力 W_v 、 W_s 按下式计算:

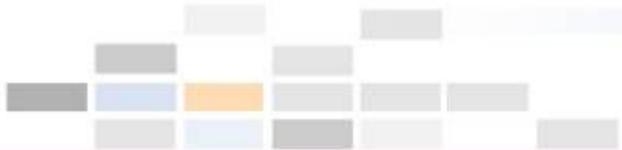
$$W_v = \frac{h}{L_x} W$$

$$W_s = \frac{\sqrt{h^2 + L_x^2}}{L_x} W$$



架体倾覆验算

- 1、当顶部有安全网进行风荷载计算时，依靠架体自重平衡，使其满足 $P \geq \Sigma w_v$ ；
- 2、当顶部梁模板安装完毕时，可组合立杆上模板及钢筋重量，使其满足 $P \geq \Sigma w_v$
- 3、当计算结果不能满足要求时，应采取下列措施：
 - 当架体高度小于或等于7m时，应加设斜撑；
 - 当架体高度大于7m时，可采用带有地锚和花篮螺栓的缆风绳。



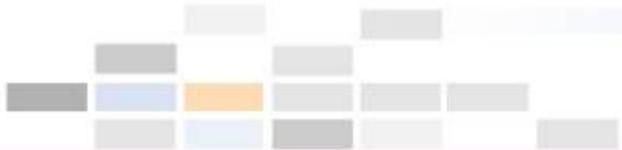


斜杆扣件连接强度验算

- 抗滑移承载力按下式计算：

$$\sum_1^n w_s = w_{sl} + (n-1)w_s \leq Q_c$$

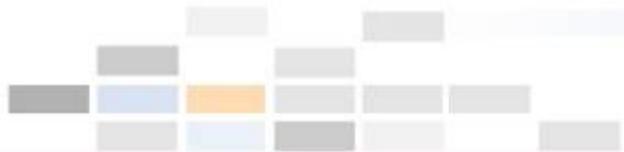
式中 $\sum_1^n w_s$ ——自上而下叠加在斜杆最下端处最大内力 (KN) ;
 w_{sl} ——顶端风荷载 w_1 产生的斜杆内力 (KN) ;
 n ——支撑架步数;
 Q_c ——扣件抗滑强度, 取**8KN**。





地基承载力计算

- 立杆最小底面积的计算公式：
- $$A_g = N / f_g$$
- 式中： A_g —— 支撑单肢立杆底座面积（ m^2 ）；
- f_g —— 地基承载力特征值（Kpa）。当为天然地基时，按地勘报告选用；当为回填土时，乘以地基承载系数0.4。





模板支撐架構造措施

- 1、模板支撐架應根據所承受的荷載選擇立杆的間距和步距，底層縱、橫向水平杆作為掃地杆，距地面高度應小於或等於350mm，立杆底部應設置可調底座或固定底座；立杆上端包括可調螺杆伸出頂層水平杆的長度不得大於0.7m。
- 2、模板支撐架斜杆設置應符合下列要求：
 - a、當立杆間距大於1.5m時，應在拐角處設置通高專用斜杆，中間每排每列應設置通高八字形斜杆或剪刀撐；
 - b、當立杆間距小於或等於1.5m時，模板支撐架四周從底到頂連續設置豎向剪刀撐；中間縱、橫向由底至頂連續設置豎向剪刀撐，其間距應小於或等於4.5m；



构造措施

- c、剪刀撑的斜杆与地面夹角应在 45° — 60° 之间，斜杆应每步与立杆扣接。
- 3、当模板支架高度大于4.8m时，顶端和底部必须设置水平剪刀撑，中间水平剪刀撑设置间距应小于或等于4.8m。
- 4、当模板支架周围有主体结构时，应设置连墙件。
- 5、模板支撑架高宽比应小于或等于2；当高宽比大于2时可采取扩大下部架体尺寸或采取其他构造措施。
- 6、模板下方应放置次楞（梁）与主楞（梁），次楞（梁）与主楞（梁）应按受弯杆件设计计算。支架立杆上端应采用U形托撑，支撑应在主楞（梁）底部。